

REGIONE AUTONOMA FRIULI VENEZIA GIULIA

ENTE DI DECENTRAMENTO REGIONALE DI UDINE

COMMITTENTE	EDR UDINE
LAVORO	INTERVENTI DI MITIGAZIONE IDRAULICA INERENTI L'INTERVENTO PNRR 03 DI COSTRUZIONE NUOVO PONTE SUL TORRENTE LEALE, SR UD 41 "DI FORGARIA AL PROGRESSIVO KM 17+300 IN COMUNE DI TRASAGHIS E MANUTENZIONE DEL PONTE DELL'ARMISTIZIO SUL TORRENTE ARZINO AL PROGRESSIVO KM 1-200 IN COMUNE DI FORGARIA NEL FRIULI
FASE	PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO ECONOMICA
OGGETTO	RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO STRUTTURALE
<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;"> <p>RUNCIO <small>Architettura Ingegneria Urbanistica</small></p> <p>Via Podgora, 25 33100 UDINE P.IVA 01880450307</p> <p style="text-align: right;">ASSOCIATI</p> <p style="font-size: 8px;">tel. 0432/534012 fax 0432/298680 email: studio@runcioas.it</p> <p style="font-size: 8px;">Ing. Adriano Runcio Arch. Rodolfo Runcio</p> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-bottom: 5px;">  <p style="font-size: 8px;">EDCARDO RUNCIO INGEGNERE Studio - Via della Bressana, 8 33010 Pagnacco (UD) ALBO n. 3006</p> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;">  <p style="font-size: 8px;">ZOZ dott. VANNI GEOLOGO Via Baldo, 38 Gemona del Friuli (UD)</p> </div>	<p style="text-align: center; font-weight: bold;">IL TECNICO RESPONSABILE</p> <p style="text-align: center;">COLLABORAZIONI ED ASPETTI SPECIALISTICI</p> <hr/> <hr/> <hr/>

DATA PROGETTO

09 LUGLIO 2024

Revisione n°	Data	Versione approvata da	codice pratica
			PU.11.24

02

1. Descrizione delle opere

La presente progettazione riguarda la costruzione di un'opera idraulica atta a far defluire le acque del torrente Leale all'interno del bacino di espansione in caso di piena. La quota degli argini è dimensionata per mantenersi a 1 m sul tirante idraulico per piena di 200 anni; il manufatto è caratterizzato da due pareti verticali in c.a. impostate su una platea di fondazione in c.a., il tutto di spessore di 50 cm. Le dimensioni in pianta della platea sono di 7,6 x 6,2 m; le pareti verticali non sono piene per tutto il loro sviluppo, ma presentano due fori del diametro di 2 m, all'interno dei quali alloggeranno le tubature per il deflusso delle acque. Si svolgono i calcoli in ottemperanza alla normativa vigente.

2. Normativa di riferimento

La presente relazione è redatta in conformità alle seguenti leggi e normative:

1. Decreto Presidente della Repubblica 6 giugno 2001 N.380 – “Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia”;
2. L. 5 novembre 1971 N. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica”;
3. L. 2 febbraio 1974 N. 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per e zone sismiche”;
4. Decreto del Ministero delle infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”;
5. Circolare ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 21 Gennaio 2019 N.7 – Istruzioni per l’applicazione dello “Aggiornamento delle <<Nuove norme tecniche per le costruzioni >> di cui al Decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
6. Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2 Febbraio 2009 N.617 – “Istruzioni per l’applicazione delle <<Nuove norme tecniche per le costruzioni>> di cui al decreto ministeriale 14 Gennaio 2008”;
7. UNI EN 1991-1 – Eurocodice 1 “Basi di calcolo ed azioni sulle strutture” – Parte 1: Basi di calcolo;
8. UNI EN 1992 – 1 – Eurocodice 2 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo”;
9. UNI EN 1997 – 1 – Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica” – Parte 1: Regole generali;
10. UNI EN 1998 – 5 – Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

3. Analisi dei carichi

Si definiscono di seguito le spinte statiche da applicare agli elementi strutturali.

Azioni sui parapetti

Come previsto al punto 5.1.3.10 del D.M. 17/01/2018 il carico sui parapetti viene applicato ad un'altezza non inferiore a 1,1 m dal piano di calpestio e ha un'intensità pari a 1,5 kN/m per tutta la lunghezza del parapetto della passerella pedonale.

Spinta delle terre

Si deve tenere in conto il carico variabile della neve al suolo che, per la zona in esame, vale 1,5 kN/m².

La spinta da tenere in considerazione è quella a riposo che, con l'aumentare della profondità, vale:

$$s = \sigma_0 \times k_0 + \gamma \times h \times k_0$$

Nella formulazione il k_0 è il coefficiente di spinta a riposo del terreno, σ_0 è il sovraccarico verticale superficiale, mentre $\gamma \times h$ è la pressione verticale dovuta al peso del terreno.

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \beta}$$

Nella formulazione ϕ è l'angolo di attrito del terreno e β è l'inclinazione del pendio a monte.

Spinta dell'acqua

La presenza dell'acqua lato monte si manifesta come una pressione neutra all'interno del terreno saturo, per il quale si definisce:

$$F_w = 0,5 \times \gamma_w \times h^2$$

Combinazioni di carico

Nella preparazione delle combinazioni di carico si considerano sostanzialmente le due situazioni più gravose:

- 1) Presenza del terreno saturo tra i due paramenti in c.a. e assenza della spinta dell'acqua;
- 2) Presenza del terreno saturo tra i due paramenti in c.a., assenza della spinta dell'acqua e sisma.

Per il caso 1) si impiegano i coefficienti SLU fondamentale e il caso 3) è da intendersi come combinazione sismica.

Le combinazioni e i coefficienti parziali delle azioni vengono riportati di seguito.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Non sono presenti carichi variabili se non quello da neve, presente solo nella combinazione SLU e pertanto si applicherà un fattore di combinazione unitario.

4. Definizione dell'azione sismica

Per le opere geotecniche che si prevede di realizzare si deve tenere in conto la spinta laterale dei terreni, per i quali sono state definite le caratteristiche all'interno della relazione geotecnica allegata. La spinta sulle pareti verticali dipende dal peso del terreno, dai sovraccarichi sulla superficie e dai carichi permanenti in prossimità della struttura.

La struttura in esame presenta le seguenti caratteristiche per la definizione dei parametri sismici.

- Coordinate geografiche: 46,2851; 13,0613
- Vita nominale dell'opera: 50 anni
- Classe d'uso: IV
- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1
- Tipologia strutturale: Spalle che si muovono con il terreno
- Accelerazione orizzontale massima al suolo: $a_g = 0.345512$
- Fattore di amplificazione stratigrafica: $S_s = 1,2$
- Fattore di amplificazione topografica: $S_T = 1$

Spinta sismica delle terre

Le azioni sismiche sulle strutture di sostegno sono valutate conformemente al D.M. 17/01/18 ai capitoli 3.2.3 e 7.11, in particolare impiegando un'azione pseudostatica equivalente.

All'SLV il calcolo dell'azione sismica è condotto come indicato al capitolo 7.11.6.3.1, considerando una componente orizzontale dell'accelerazione pari a:

$$a_{\max} = S_s \times S_T \times a_g$$

Il coefficiente di spinta orizzontale k_h vale: $\beta \times S_s \times S_T \times a_g/g = 0,8 \times 1,2 \times 0,346 = 0,52$

Si è scelto un coefficiente β pari a 0,8 in considerazione che la spalla possa subire uno spostamento molto limitato (massimo dello 0,5%) e che quindi non sia libera di spostarsi con il terreno.

Questa azione viene applicata come agente sul baricentro della struttura di sostegno.

I parametri sono stati valutati considerando una **vita nominale dell'opera pari a 50 anni** ed una **classe d'uso IV**, quindi con un periodo T_R di riferimento di 100 anni: il periodo di ritorno ipotizzato è quindi pari a 950 anni.

5. Relazione sui materiali

Si riportano le principali caratteristiche dei materiali strutturali previsti in progetto.

Elementi strutturali in calcestruzzo C30/37

Sulla base della classe di esposizione richiesta si calcolano la minima resistenza a compressione del calcestruzzo e il relativo copriferro. Si considera, per l'opera in esame, una classe di esposizione XF4, in virtù del fatto che si trova a contatto diretto con acqua ed è soggetto a cicli di gelo e disgelo.

La classe di resistenza minima, in accordo con la normativa UNI11104:2016, è C30/37.

$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$ (C30/37 D.M. 17/01/2018)

La resistenza di calcolo a compressione e quella media a compressione valgono:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 17,40 \text{ MPa}$$

$$f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3} = 2,94 \text{ MPa}$$

Il calcestruzzo deve garantire una classe di esposizione XF4, con le seguenti prescrizioni:

Rapporto acqua/cemento: $a/c < 0,55$

Dosaggio minimo di cemento Portland: 320 kg/m^3 di conglomerato

Classe di consistenza S4 – Slump 160-200 mm

Environmental Requirement for $c_{min,dur}$ (mm)							
Structural Class	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Il copriferro minimo di progetto viene posto pari a 50 mm.

Acciaio per c.a.

Per le barre di armatura si prevede l'impiego di acciaio del tipo "B450C"

Il materiale deve rispettare i seguenti parametri minimi:

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tk} > 540 \text{ MPa}$

Resistenza di calcolo: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391 \text{ MPa}$

Rapporto di snervamento: $(f_y/f_{y,nom})_k < 1,25$

Rapporto di rottura: $1,15 < (f_t/f_y)_k < 1,35$

Bullonerie

Per tutte le connessioni bullonate si prevede di realizzare la connessione tramite bulloni di classe 8.8, conformi a quanto previsto al 11.3.4.6 del Decreto Ministeriale delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 Gennaio 2018, aventi le seguenti caratteristiche di resistenza:

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yb} > 640$ MPa

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tb} > 800$ MPa

Acciaio S235 per profili metallici

f_{yk}	=	235	N/mm ²	Resistenza caratteristica a snervamento
f_{tk}	>	360	N/mm ²	Resistenza caratteristica a rottura
f_{yd}	=	223	N/mm ²	Resistenza di progetto a snervamento
A_5	>	20	%	Allungamento
f_{tk}/f_{yk}	>	1,2		
$f_{y,max}$	<	1,2 f_{yk}		

6. Relazione geotecnica

Sulla base della relazione geologica redatta dal dott. Geol. Vanni Zoz si è potuto individuare la stratigrafia dei terreni interessati dalla realizzazione delle opere geotecniche. L'intervento ricade nella Tavoletta alla scala 1:25.000 della Carta Regionale Numerica (C.R.N.) denominata 049-SO "Gemona del Friuli" e nell' Elemento alla scala 1:5000 della Carta Tecnica Regionale Numerica (C.T.R.N.) denominato 049091 "Trasaghis".

Il manufatto d'interesse è ubicato a quota 187 m s.l.m.m., poco a monte dell'abitato di Trasaghis, lungo la S.P. n. 42 che conduce all'abitato di Avasinis, lungo la piana occupata un tempo dal paleoalveo di F. Tagliamento, come testimoniato da depositi formati da antiche ghiaie riconducibili proprio al suo bacino imbrifero e ubicate poco più a nord e localizzate entro il territorio comunale di Cavazzo Carnico.

In particolare vengono riportati gli esiti di prove MASW pregresse e i dati forniti da due verticali di indagine tramite prova SPT. È emerso che la falda si trova ad una profondità di 0,4 m dalla superficie del terreno.

Prof		descrizione
m	m	
0	0,2	terreno vegetale
0,2	2,3	ghiaia poligenica medio-fine arrotondata con sabbia limosa nocciola
2,3	3,6	limo sabbioso ghiaioso nocciola
3,6	6	ghiaia poligenica da fina a grossa arrotondata sabbiosa debolmente limosa nocciola con ciottoli fino a 8 cm
6	6,6	limo sabbioso da nocciola a grigio
6,6	7,1	limo argilloso grigio
7,1	8,8	ghiaia poligenica da fine a grossa arrotondata limosa sabbiosa nocciola
8,8	9,7	limo argilloso debolmente sabbioso grigio
9,7	11,2	ghiaia poligenica da fine a grossa arrotondata limosa sabbiosa nocciola
11,2	13	limo sabbioso argilloso grigio
13	15	ghiaia poligenica da fine a grossa arrotondata limosa sabbiosa nocciola
15	15,8	limo argilloso sabbioso grigio
15,8	17	sabbia fine limosa grigia
17	18,5	limo sabbioso
18,5	20,3	limo sabbioso argilloso grigio con livelli centimetrici di torba
20,3	22,5	ghiaia poligenica medio-fine arrotondata limosa sabbiosa grigia
22,5	22,9	limo sabbioso grigio
22,9	24,4	sabbia fine limosa grigia
24,4	24,8	torba
24,8	26,1	limo argilloso debolmente sabbioso grigio
26,1	28,6	ghiaia poligenica medio-fine arrotondata limosa sabbiosa grigia
28,6	30	sabbia medio fine debolmente limosa grigia
		terreno prevalentemente incoerente
		terreno prevalentemente coesivo

Prof m	falda m	poket kg/cm ²	cu kg/cm ²	SPT N2+N3	C	N' = N * C (Terzaghi e Peck, 1948)	consistenza addensamento	$\phi = (15^{\circ}N)^{0.5} + 15$ (Shioi & Fukuni, 1982)	$\phi = 27.2 + 0.28 N'$ (Peck-Hanson)	E D'Apollonia
0	0,2									
0,2	2,3			15	0,75	11	sciolto	28	30	30072
2,3	3,6	2,9		10	0,75	8	sciolto	26	29	26292
3,6	6			8	0,85	7	sciolto	25	29	24779
6	6,6			9	0,95	9	sciolto	26	30	25536
6,6	7,1	1,25	0,65				dura			18731
7,1	8,8			11	0,95	10	sciolto	28	30	27048
8,8	9,7	1,25	0,38	5	0,95	5	plastica	23	29	22511
9,7	11,2			28	1	28	moder. addensato	35	35	39901
11,2	13	1,8	0,45	6	1	6	plastica	24	29	23267
13	15			20	1	20	moder. addensato	32	33	33853
15	15,8	1,58	0,45	10	1	10	plastica	27	30	26292
15,8	17			34	1	34	addensata	38	37	44438
17	18,5			20	1	20	moder. addensato	32	33	33853
18,5	20,3	1,46	0,3				plastica			18731
20,3	22,5			62	1	62	molto addensata	45	45	65608
22,5	22,9						plastica			18731
22,9	24,4			57	1	57	molto addensata	44	43	61828
24,4	24,8						soffice			18731
24,8	26,1	2,43	0,89				molto dura			18731
26,1	28,6			64	1	64	molto addensata	46	45	67121
28,6	30									

La seconda verticale ha prodotto i seguenti risultati:

Prof m	m	descrizione
0	1,3	riporto: ghiaia poligenica da fina a grossa arrotondata sabbiosa nocciola con pezzi di cls
1,3	2,9	ghiaia poligenica da fina a grossa arrotondata limosa sabbiosa nocciola
2,9	3,6	limo sabbioso nocciola
3,6	5,3	ghiaia poligenica medio-fina arrotondata limosa sabbiosa nocciola
5,3	5,5	limo argilloso ghiaioso grigio
5,5	6	ghiaia poligenica medio-fina arrotondata limosa sabbiosa nocciola
6	7,5	limo sabbioso argilloso grigio
7,5	8,8	ghiaia poligenica medio-fina arrotondata limosa sabbiosa nocciola
8,8	10	limo sabbioso argilloso grigio
10	11,2	ghiaia poligenica medio-fina arrotondata limosa sabbiosa da grigio a nocciola
11,2	13,5	limo sabbioso argilloso grigio
13,5	13,9	sabbia fina limosa grigia
13,9	15,3	ghiaia poligenica da fina a grossa arrotondata limosa sabbiosa nocciola
15,3	16,7	limo argilloso debolmente sabbioso grigio con resti lignei
16,7	18,1	sabbia medio-fina debolmente limosa grigia con livelli centimetrici ghiaiosi
18,1	21,1	limo sabbioso argilloso grigio con livelli centimetrici di torba
21,1	22	ghiaia poligenica medio-fina arrotondata limosa sabbiosa da nocciola a grigia
22	22,5	sabbia fine limosa grigia
22,5	22,8	limo argilloso da grigio scuro a grigio
22,8	25,3	sabbia medio-fina debolmente limosa grigia con livelli centimetrici ghiaiosi
25,3	26,7	limo sabbioso argilloso grigio con livelli centimetrici di torba
26,7	30	ghiaia poligenica da fina a grossa arrotondata limosa sabbiosa nocciola
		terreno prevalentemente incoerente
		terreno prevalentemente coesivo

Prof m		falda m	poket kg/cm ²	cu kg/cm ²	SPT N2+N3	C	N' = N°C (Terzaghi e Peck, 1948)	consistenza addensamento	$\phi = (15 \cdot N')^{0.5} + 15$ (Shioi & Fukuni, 1982)	$\phi = 27.2 + 0.28 N'$ (Peck-Hanson)	E D'Apollonia
0	1,3										
1,3	2,9				13	0,75	10	sciolto	27	30	28560
2,9	3,6	3,2			8	0,75	6	sciolto	24	29	24779
3,6	5,3				10	0,85	9	sciolto	26	30	26292
5,3	5,5							plastica			18731
5,5	6							sciolto			18731
6	7,5		0,75	0,2	9	0,95	9	soffice	26	30	25536
7,5	8,8				9	0,95	9	sciolto	26	30	25536
8,8	10		1,25	0,44	7	1	7	plastica	25	29	24023
10	11,2				13	1	13	moder. addensata	29	31	28560
11,2	13,5		1	0,3	6	1	6	plastica	24	29	23267
13,5	13,9				12	1	12	moder. addensata	28	31	27804
13,9	15,3				13	1	13	moder. addensata	29	31	28560
15,3	16,7		1,4	0,43				plastica			18731
16,7	18,1				19	1	19	moder. addensata	32	33	33096
18,1	21,1		1,67	0,42				plastica			18731
21,1	22				47	1	47	addensata	42	40	54267
22	22,5							moder. addensata			18731
22,5	22,8		2	0,84				molto dura			18731
22,8	25,3				68	1	68	molto addensata	47	46	70145
25,3	26,7		2,88	0,73				dura			18731
26,7	30				56	1	56	molto addensata	44	43	61072

Per quanto riguarda il fenomeno della liquefazione sono stati eseguiti degli studi da parte del geologo sulla base delle stratigrafie individuate in sito. I sondaggi eseguiti per l'area in oggetto non hanno condotto a riscontri del fenomeno; gli strati superficiali presentano almeno una delle seguenti caratteristiche:

Profondità della falda 3,0 m;

Strati di copertura a composizione ghiaiosa sabbiosa e limo sabbiosa o limo argillosa

Gli strati sabbiosi presentano una copertura maggiore di 3 m

Presentano un grado di addensamento da addensato a molto addensato

Hanno un contenuto di fino (sabbie limose)

L'area è pertanto esclusa dal potenziale rischio di liquefacibilità secondo i criteri previsti al punto 7.11.3.4 delle NTC (2018).

Per quanto riguarda la definizione delle categorie di sottosuolo per il calcolo dell'azione sismica si è potuto attribuire una categoria C di sottosuolo e una classe topografica T1.

7. Calcolo delle strutture

Si riporta il calcolo manuale per i principali elementi che costituiscono la struttura, considerando le combinazioni presentate al capitolo 3.

Si ipotizza che i due paramenti in calcestruzzo lavorino come due mensole accoppiate tra loro, per via dei cinque tiranti/puntoni presenti in sommità alle stesse. Il carico dell'acqua arriva fino ad una quota di 2,7 m rispetto alla base del muro, mentre il terreno arriva fino alla sommità (3,7 m). Si svolge di seguito la verifica della platea rispetto al ribaltamento, allo scorrimento e alla capacità portante.

Paramenti verticali

Ciascun paramento verticale viene verificato considerando l'incastro alla base e il collegamento in sommità con quello adiacente.

Combinazione SLU

Nella combinazione SLU il carico sul paramento è quello derivante dal terreno saturo a riposo con altezza di 3,7 m. Si calcola la spinta come:

$$q = 1,3 \times 0,5 \times \gamma' \times h^2 \times k_0 + 1,3 \times 0,5 \times \gamma_w \times h^2 + 1,5 \times q_s \times k_0 \times (L/2) = 162,1 \text{ kN/m}$$

Il carico ha distribuzione triangolare sull'altezza del paramento e pertanto il suo punto di applicazione è da intendersi a 1/3 dell'altezza. Si calcolano momento flettente e taglio alla base del paramento:

$$M_{Ed} = q \times h/3 = 200 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = q = 162,1 \text{ kN}$$

Si prevede di disporre verticalmente nella parete, per ogni metro, 12 barre $\phi 20$:

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37,70	6
2	37,70	44

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Materiali
B450C C30/37

ϵ_{su} % ϵ_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd}

E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
d cm
x x/d
 δ

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L_o cm Col. modello
M-curvatura
 Precompresso

Si conduce la verifica a taglio considerando la sezione come non armata a taglio:

Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"

Oggetto : Sezione 100x50 cm

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA

H =	50	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
c =	6	cm	copri ferro
d =	44	cm	altezza utile

ARMATURA TESA

F =	20	mm	diametro armatura	F ₂	16	F ₃	0
n ^s =	12,00		numero barre	n ^s	0,00	n ^t	0,00
A _s =	37,7	cm ²	area dell'armatura tesa				
r _l =	0,0086		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)				

AZIONI DI COMPRESSIONE

N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
s _{cp} =	0,00	Mpa	tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

V_{Rd} = 245,46 kN

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left[\frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] h_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot h_w \cdot d \quad [4.1.23]$$

con

f_{ck} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035k^{1/2} f_{ck}^{1/2}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Combinazione SLV

Nella combinazione SLV è presente la spinta del terreno saturo tra i due paramenti, che produce anche, in contemporanea alla spinta a riposo, una forza inerziale.

La forza che agisce sul singolo paramento (quello più sollecitato) vale:

$$F_{h,Ed} = (0,5 \times \gamma' \times h^2 \times k_0 + 0,5 \times \gamma_w \times h^2) \times (1+k_v) + L \times h \times k_h \times \gamma_{SAT} + \gamma_{CLS} \times 0,5 \times h \times k_h = 335,5 \text{ kN/m}$$

Si ricavano il momento e il taglio alla base, considerando che la spinta sismica è applicata a metà altezza della parete, mentre quella delle terre è applicata a un terzo di tale altezza.

M_{Ed} = 577,9 kNm/m

V_{Ed} = 335,5 kN/m

La massima azione assiale sui tiranti, considerando che assumano metà del taglio agente sul paramento, vale:

N_{Ed} = 167,8 kN/m

Titolo : _____

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	37,70	6
2	37,70	44

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ‰
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

 L_o cm

 Precompresso

Si riporta il calcolo della resistenza a taglio considerando la presenza delle barre orizzontali φ 16/20 cm:

Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"

Oggetto : Sezione 100x50 cm

Caratteristiche della sezione

GEO METRIA

H =	50	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
c =	6	cm	copri ferro
d =	44	cm	altezza utile

ARMATURA TESA

F =	20	mm	diametro armatura	F ₂	16	F ₃	0
n ² =	12,00		numero barre	n ²	0,00	n ²	0,00
A _s =	37,7	cm ²	area dell'armatura tesa				
r _l =	0,0086		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)				

AZIONI DI COMPRESSIONE

N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
s _{cp} =	0,00	Mpa	tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

V_{Rd} = 245,46 kN

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right] \quad [4.1.23]$$

con

f_{ctk} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{1/3} f_{ctk}^{1/2}$$

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO

F =	16	mm	diametro staffe
n ² =	2		numero bracci
A _{sw} =	4,0	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
a =	45	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
q =	45	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° + 45°)
a _c =	1,00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + s _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ s _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1,25 per 0,25 f _{cd} ≤ s _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - s _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ s _{cp} ≤ f _{cd}
n f _{cd} =	8,33	Mpa	resistenza a compressione ridotta (n f _{cd} = 0,5 f _{cd})

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"

V_{Rcd} = 440 kN

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"

V_{Rcd} = 3300 kN

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

V_{Rd} = 440 kN *resistenza di calcolo min(V_{Rsd}; V_{Rcd})*

Le verifiche risultano soddisfatte.

Platea di fondazione

La platea di fondazione è caratterizzata da dimensioni in pianta 6,2 x 7,5 m ed ha uno spessore pari a 50 cm. Si svolgono i calcoli nella combinazione di carico SLV, in quanto per la combinazione SLU le azioni orizzontali derivanti dalla spinta del terreno sono tra loro equilibrate e quindi ci sono solamente carichi verticali.

Il taglio alla base è dato dalla somma del taglio alla base del paramento maggiormente sollecitato, del taglio alla base del secondo paramento e dell'inerzia della struttura stessa. Il momento è quello che deriva da questi carichi.

$$V_{Ed} = F_{h,Ed} + s \times h \times \gamma_{CLS} \times k_h + b \times s_p \times \gamma_{CLS} \times k_h + 0,5 \times \gamma_{sat} \times s_{p2} \times k_0 = 335,5 + 24,05 + 40,3 + 15 = 414,85 \text{ kN/m}$$

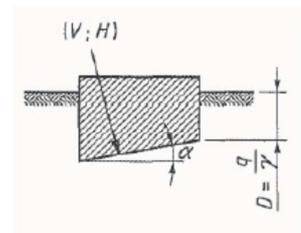
$$M_{Ed} = 661,7 + 95 + 10 + 7,5 = 774,2 \text{ kNm/m}$$

Si conduce la verifica della platea a ribaltamento, a capacità portante (formulazione di Vesic) e a scorrimento:

capacità portante – condizioni drenate

EUROCODICE EC7

$$q_{lim} = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad q' = \gamma' D$$



fattori adimensionali:

- capacità portante:

$$N_q = \text{EXP}(\pi \tan \varphi') \tan^2(45 + \varphi'/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi' \quad \text{dove } \delta \geq \varphi'/2 \text{ (base ruvida)}$$

- inclinazione della base:

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

- forma della fondazione:

forma rettangolare:

$$s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi'$$

quadrata o circolare:

$$s_q = 1 + \sin \varphi'$$

forma rettangolare:

$$s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$$

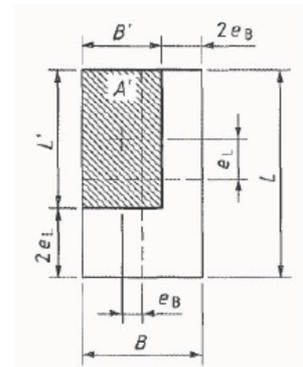
quadrata o circolare:

$$s_\gamma = 0,7$$

rettangolare, quadrata

o circolare:

$$s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$$



- inclinazione del carico:

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \phi')$$

$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^m$$

$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \cot \phi')]^{m+1}$$

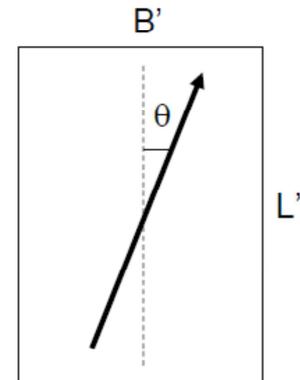
ove:

$$m = m_B = [2 + (B'/L')] / [1 + (B'/L')] \quad \text{quando H agisce nella direzione di B'}$$

$$m = m_L = [2 + (L'/B')] / [1 + (L'/B')] \quad \text{quando H agisce nella direzione di L'}$$

quando il carico orizzontale H agisce in una direzione che forma un angolo θ con la direzione di L' si ha:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$



GEOMETRIA FONDAZIONE			
Profondità piano di posa	D	0,5	m
Lato minore fondazione	B	6,2	m
Lato maggiore fondazione	L	7,5	m
Pendenza base di fondazione	α	0	°
bq=by		1,00	
bc		1,00	
AZIONI DI PROGETTO			
Carico verticale	Vd	4396,5	kN
Momento con eccentricità (eB)	Mb,d	5032,0	kNm
Momento con eccentricità eL	ML,d	0	kNm
Carico orizzontale lungo B	HB,d	2696,0	kN
Carico orizzontale lungo L	HL,d	0	kN
Carico orizzontale risultante	Hd	2696,0	kN
PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO			
Peso di volume efficace	γ	18	kN/mc
Angolo di attrito efficace	ϕ'	30	°
Coesione efficace	c'	0	kN/mq
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0,52	
Eccentricità	eB	1,14	m
	eL	0,00	m

Dimensioni ridotte	$B'=B-2eB$	3,91	m
	$L'=L-2eL$	7,50	m
Area ridotta	A'	29,33	mq
Fattori di capacità portante	Nq	18,35	
	Nc	30,05	
	Ny	20,03	
Fattori di forma	sq	1,26	
	sc	1,28	
	sy	0,84	
	θ	90	°
Fattori di inclinazione	ic	0,16	
	iq	0,21	
	iy	0,54	
Riduzione (sismicità)	zc	1	
	zq	1	
	zy	1	
Capacità portante limite	q_{lim}	378,5	kN/mq
	Q_{lim}	11103,0	kN
Coefficiente parziale	γ	2,3	
Resistenza di progetto	q_{Rd}	164,6	kN/mq
Sollecitazione massima	q_{Ed}	149,9	kN/mq

Come si evince dalla tabella l'eccentricità cade all'interno della metà della base e quindi si verifica la stabilità; la capacità portante risulta poi superiore della sollecitazione.

Assumendo un angolo di attrito pari a 30° , ragionevole in considerazione dell'angolo medio di attrito del terreno (30°) e trascurando la coesione, si verifica lo scorrimento. La resistenza è calcolata come $W \times (1-0,3k_v) \times \tan(30)$, considerando quindi la contemporaneità dell'azione orizzontale con il 30% di quella verticale.

	Azione instabilizzante		
Azione sismica	F_s	2266,00	kN
Spinta delle terre	F_t	1,49	kN/m
Forza sollecitante totale	$F_{tot,scorr}$	2254,8	kN
	Azione stabilizzante		
Angolo di attrito terreno-struttura	ϕ	30,0	°
Pesi permanenti	W	4357,0	kN
Forza resistente	$F_{tot,res}$	2319,3	kN
	Verifica (FS)	1,03	OK

La verifica risulta soddisfatta.

Si svolge ora la verifica della sezione della platea rispetto a flessione e taglio, considerando che ci sia uno schema statico di appoggio-appoggio della platea sulle pareti verticali con carico distribuito dal basso verso l'alto da parte del terreno.

$$M_{Ed} = qL^2/8 = 330,5 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = qL/2 = 314,8 \text{ kN/m}$$

Si conduce la verifica della platea per un elemento di larghezza unitaria:

Titolo : _____

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31,42	6
2	31,42	44

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C30/37
 ε_{su} % ε_{c2} %
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} %
 E_s N/mm² f_{cd} %
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} % σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c %
 ε_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.
 DXF

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello
 M-curvatura
 Precompresso

Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"

Oggetto : Sezione 100x50 cm

Caratteristiche della sezione

GEO METRIA

H =	50	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
c =	6	cm	copri ferro
d =	44	cm	altezza utile

ARMATURA TESA

F =	20	mm	diametro armatura	F ₂	16	F ₃	0
n ² =	10,00		numero barre	n ²	0,00	n ²	0,00
A _s =	31,4	cm ²	area dell'armatura tesa				
r _l =	0,0071		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)				

AZIONI DI COMPRESSIONE

N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
s _{cp} =	0,00	Mpa	tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO

V_{Rd} = 230,98 kN

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$$

con

f_{tk} espresso in MPa

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035k^{1/2} f_{tk}^{1/2}$$

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO

F =	16	mm	diametro staffe
n ² =	2		numero bracci
A _{sw} =	4,0	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
a =	45	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
q =	45	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
a _c =	1,00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + s _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ s _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1,25 per 0,25 f _{cd} ≤ s _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - s _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ s _{cp} ≤ f _{cd}
n f _{cd} =	8,33	Mpa	resistenza a compressione ridotta (n f _{cd} = 0,5 f _{cd})

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"

V_{Rd} = 440 kN

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"

V_{Rd} = 3300 kN

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

V_{Rd} = 440 kN resistenza di calcolo min(V_{Rsd}; V_{Rcd})

Nell'ipotesi di disporre armatura φ20/10 cm sul lato corto della soletta e φ16/20 nella direzione ortogonale (disponendo anche legature a formare staffature) le verifiche risultano soddisfatte.

Tiranti/puntoni di collegamento dei paramenti

I paramenti risultano collegati tra loro da 5 cordoli con dimensione di 30x50 cm; si riportano le verifiche nelle due condizioni ritenute maggiormente gravose.

Inviluppo SLU/SLV

Si ipotizza che metà del taglio agente sui paramenti venga trasmesso tramite i tiranti/puntoni:

$$N_{Ed} = V_{Ed(\text{paramento})} / 2 = 335,5 / 2 = 167,8 \text{ kN/m}$$

Poiché si dispongono 5 cordoli sulla distanza di 6,5 m risulta:

$$N_{Ed} = 218,1 \text{ kN (trazione)}$$

La resistenza a trazione del cordolo è offerta dalle sole barre in acciaio (8 ϕ 16); si ipotizza che non si debbano superare i 230 MPa nell'acciaio:

$$N_{Rd} = A_s \times f_{yd} = 368 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica del parapetto

Il parapetto al di sopra del manufatto deve evitare che le persone che transitano sul passaggio pedonale al di sopra del manufatto possano cadere. Si verifica rispetto alla sollecitazione imposta dalla normativa pari a 1,5 kN/m considerando un profilo tubolare 100x40x3 mm.

$$M_{Ed} = 1,5 \times 1,5 \times 1 = 2,25 \text{ kNm/m}$$

$$V_{Ed} = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ kN/m}$$

Nell'ipotesi di disporre un montante per ogni metro, si riportano le verifiche SLU. La sezione del montante è un tubolare in acciaio del diametro di

$$W_{el} = 19,6 \text{ cm}^3$$

$$M_{y,Rd} = W_{el} \times f_y / 1,05 = 4,39 \text{ kNm}$$

L'area resistente a taglio vale:

$$A_v = 5,74 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_y / (1,73 \times 1,05) = 74 \text{ kN}$$

Le resistenze sono maggiori delle sollecitazioni e le verifiche risultano soddisfatte.

Il corrimano si ipotizza sia un profilo tubolare 40x40x3 mm, con schema statico di trave su due appoggi tra i montanti, quindi con luce pari a 1 m.

$$M_{Ed} = qL^2/8 = 1,5 \times 1,5 \times 1^2/8 = 0,28 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = qL/2 = 1,5 \times 1,5 \times 1 / 2 = 1,13 \text{ kN}$$

Si riportano le resistenze di progetto:

$$W_{el} = 5,1 \text{ cm}^3$$

$$M_{Rd} = W_{el} \times f_y / 1,05 = 1,14 \text{ kNm}$$

L'area resistente a taglio vale:

$$A_v = 2,22 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd} = A_v \times f_y / (1,73 \times 1,05) = 28,7 \text{ kN}$$

Le resistenze sono maggiori delle sollecitazioni e le verifiche risultano soddisfatte.

Si riporta di seguito il calcolo dell'ancoraggio del profilo metallico alla base, nell'ipotesi di saldare una piastra dello spessore di 10 mm alla base del tubolare rettangolare di ciascun montante, con lati di 200x200 mm. Su ciascuna estremità della piastra si dispone un connettore tipo Hilti HIT-Z M8 con ancorante chimico tipo HIT-HY 200-A V3 100 anni; la lunghezza di ancoraggio della barra deve essere di almeno 200 mm.

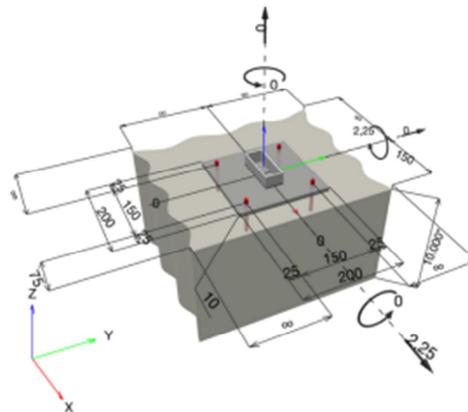
1 Dimensionamento ancorante

1.1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A V3 100 anni + HIT-Z M8	
Vita utile (durata in anni):	100	
Codice articolo:	2287567 HIT-Z M8x100 (inserire) / 2377669 HIT-HY 200-A V3 (resina)	
Specification text:	Hilti SAFEset HIT-Z ancorante chimico ad espansione senza pulizia with HIT-HY 200-A V3 Resina ad iniezione with 60 mm embedment hef, M8, Acciaio zincato, Foro eseguito con roto-percussione installation per ETA 19/0632	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opt} = 60,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = 100,0 \text{ mm}$)	
Materiale:	DIN EN ISO 4042	
Certificazione No.:	ETA 19/0632	
Emesso l Valido:	08/06/2023 -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, meccanica	
Fissaggio distanziato:	$e_s = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 10,0 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio ^{CBFEM} :	$l_x \times l_y \times t = 200,0 \text{ mm} \times 200,0 \text{ mm} \times 10,0 \text{ mm}$;	
Profilo:	Profilo cavo allungato, 100 x 40 x3; (L x W x T) = 100,0 mm x 40,0 mm x 3,0 mm	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,conf} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10.000,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	interasse delle armature < 150 mm (qualunque \emptyset) o < 100 mm ($\emptyset \leq 10 \text{ mm}$) con armatura di bordo longitudinale $d \geq 12,0 \text{ [mm]}$	

^{CBFEM} - Il calcolo dell'ancorante è basato su un Metodo ad Elementi Finiti basato sui componenti (CBFEM)

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	N = 0,000; V _x = 2,250; V _y = 0,000; M _x = 0,000; M _y = 2,250; M _z = 0,000;	no	no	99

1.2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

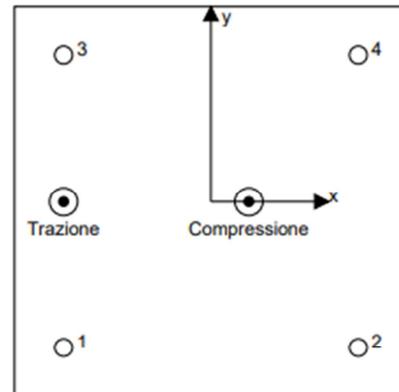
Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	9,291	0,566	0,563	0,054
2	0,000	0,562	0,562	-0,005
3	9,291	0,566	0,563	-0,054
4	0,000	0,562	0,562	0,005

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-75,0/0,0): 18,582 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(19,3/-0,0): 20,974 [kN]



Le forze di ancoraggio sono calcolate in base ad un Metodo ad Elementi Finiti basato sui componenti (CBFEM)

1.3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	9,291	16,000	59	OK
Rottura per sfilamento*	9,291	14,667	64	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	18,582	19,165	97	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

1.3.1 Rottura dell'acciaio

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
24,000	1,500	16,000	9,291

1.3.2 Rottura per sfilamento

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,p} = \frac{\psi_c \cdot N_{Rk,p}}{\gamma_{M,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$N_{Rk,p}$ [kN]	ψ_c	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
22,000	1,000	1,500	14,667	9,291

1.3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$$N_{Ed} \leq N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.1}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.5)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{N2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,eff}$ [N/mm ²]		
59.400	32.400	90,0	180,0	30,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	0,800	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
94,3	1,000	7,700	19,601	1,500	19,165	18,582

ID gruppo ancoranti

1, 3

1.4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,566	9,600	6	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	2,250	78,700	3	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	2,250	10,514	22	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

1.4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{M,s}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.35)}$$

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
12,000	1,000	12,000	1,250	9,600	0,566

1.4.2 Rottura per pryout

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{M,c,p}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,cp} = k_s \cdot N_{Rk,c} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.39a)}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}^0}{A_{c,N}} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec1,N} \cdot \psi_{ec2,N} \cdot \psi_{M,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.1)}$$

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot h_{ef}^{1.5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.2)}$$

$$A_{c,N}^0 = s_{cr,N} \cdot s_{cr,N} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.3)}$$

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{c_{cr,N}} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.4)}$$

$$\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{ef}}{200} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.5)}$$

$$\psi_{ec1,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,1}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{ec2,N} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_{v,2}}{s_{cr,N}}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.6)}$$

$$\psi_{M,N} = 1 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.7)}$$

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k_s	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]	
103.950	32.400	90,0	180,0	2,470	30,00	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0,0	1,000	0,0	1,000	0,950	0,800	1,000
k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
7,700	19,601	1,500	78,700	2,250		

ID gruppo ancoranti

1-4

1.4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{M,c}} \quad \text{EN 1992-4, Tabella 7.2}$$

$$V_{Rk,c} = k_T \cdot V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,v}}{A_{c,v}^0} \cdot \psi_{s,v} \cdot \psi_{h,v} \cdot \psi_{\alpha,v} \cdot \psi_{ec,v} \cdot \psi_{re,v} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.40)}$$

$$V_{Rk,c}^0 = k_g \cdot d_{nom}^{\alpha} \cdot l_f^{\beta} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.41)}$$

$$\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right) \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.42)}$$

$$\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.43)}$$

$$A_{c,v}^0 = 4,5 \cdot c_1^2 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.44)}$$

$$\psi_{s,v} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.45)}$$

$$\psi_{h,v} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.46)}$$

$$\psi_{ec,v} = \frac{1}{1 + \left(\frac{2 \cdot e_v}{3 \cdot c_1}\right)} \leq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.47)}$$

$$\psi_{\alpha,v} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_v)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_v)^2}} \geq 1,00 \quad \text{EN 1992-4, Eq. (7.48)}$$

l_f [mm]	d_{nom} [mm]	k_g	α	β	$f_{c,ck}$ [N/mm ²]	
60,0	8,00	1,700	0,089	0,064	30,00	
c_1 [mm]	$A_{c,v}$ [mm ²]	$A_{c,v}^0$ [mm ²]				
75,0	42.188	25.312				
$\psi_{s,v}$	$\psi_{h,v}$	α_v [°]	$\psi_{\alpha,v}$	$e_{c,v}$ [mm]	$\psi_{ec,v}$	$\psi_{re,v}$
1,000	1,000	0,27	1,000	0,0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	k_T	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
9,463	1,0	1,500	10,514	2,250		

1.5 Carichi combinati di trazione e di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.3)

Rottura dell'acciaio

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,581	0,059	2,000	35	OK

$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1,0$

Rottura del calcestruzzo

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,970	0,214	1,000	99	OK

$(\beta_N + \beta_V) / 1.2 \leq 1,0$

1.7 Dati relativi all'installazione

Piastra d'ancoraggio, acciaio: S 235; E = 210.000,00 N/mm²; f_{yk} = 235,00 N/mm²

Profilo: Profilo cavo allungato, 100 x 40 x3; (L x W x T) = 100,0 mm x 40,0 mm x 3,0 mm

Diametro del foro nella piastra (pre-impostazione) : d_p = 9,0 mm

Diametro del foro nella piastra (fissaggio passante) : d_f = 11,0 mm

Spessore della piastra (input): 10,0 mm

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-A V3 100 anni + HIT-Z M8

Codice articolo: 2287567 HIT-Z M8x100 (inserire) / 2377669 HIT-HY 200-A V3 (resina)

Coppia di serraggio massima: 10 Nm

Diametro del foro nel materiale base: 10,0 mm

Profondità del foro nel materiale base: 90,0 mm

Spessore minimo del materiale base: 120,0 mm

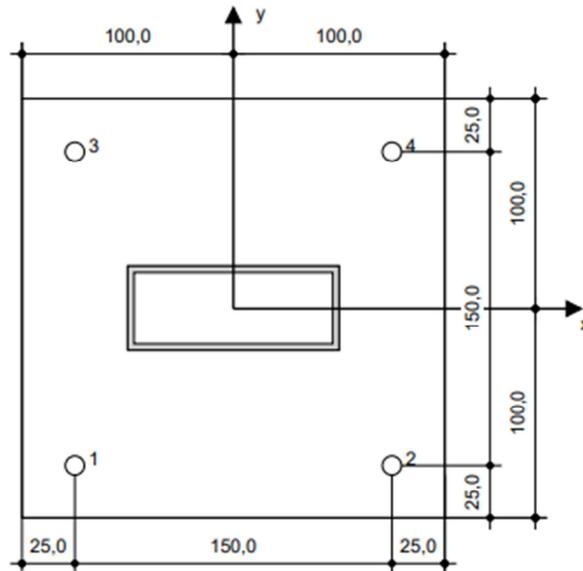
Metodo di perforazione: Foro con perforazione a roto-percussione

Pulizia: Non è necessaria la pulizia del foro

Hilti SAFeset HIT-Z ancorante chimico ad espansione senza pulizia with HIT-HY 200-A V3 Resina ad iniezione with 60 mm embedment hef, M8. Acciaio zincato, Foro eseguito con roto-percussione installation per ETA 19/0632

1.7.1 Accessori richiesti

Perforazione	Pulizia	Posa
<ul style="list-style-type: none"> • idoneo per rotopercussione • Dimensione appropriata della punta del trapano 	<ul style="list-style-type: none"> • Non sono richiesti accessori 	<ul style="list-style-type: none"> • Il dispenser include il portacartucce e il miscelatore • Chiave dinamometrica



Coordinate dell'ancorante [mm]

Ancorante	x	y	c _x	c _{xx}	c _y	c _{yy}
1	-75,0	-75,0	-	225,0	-	-
2	75,0	-75,0	-	75,0	-	-
3	-75,0	75,0	-	225,0	-	-
4	75,0	75,0	-	75,0	-	-

2 Controllo di rigidità della piastra

2.1 Dati da inserire

Piastra d'ancoraggio:	Forma: Rettangolare $l_x \times l_y \times t = 200,0 \text{ mm} \times 200,0 \text{ mm} \times 10,0 \text{ mm}$ Calcolo: Controllo di rigidità piastra Materiale: S 235; $F_y = 235,00 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_{lim} = 5,00\%$
Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A V3 100 Anni + HIT-Z M8, $h_{ef} = 60,0 \text{ mm}$
Rigidezza di ancoraggio:	L'ancorante è modellato considerando i valori di rigidità valutati secondo le curve sforzo-deformazione determinate tramite test in laboratori indipendenti. Si prega di notare che non è possibile provvedere ad una semplice sostituzione dell'ancorante, in quanto la rigidità dell'ancorante ha grande impatto sui risultati della distribuzione del carico.
Metodo di progettazione:	Progettazione basata su EN utilizzando il FEM basato sul componente
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Fissaggio a filo materiale base); $t = 10,0 \text{ mm}$
Profilo:	$100 \times 40 \times 3$; (L x W x T x FT) = $100,0 \text{ mm} \times 40,0 \text{ mm} \times 3,0 \text{ mm} \times -$ Materiale: S 235; $F_y = 235,00 \text{ N/mm}^2$; $\epsilon_{lim} = 5,00\%$ Eccentricità x: $0,0 \text{ mm}$ Eccentricità y: $0,0 \text{ mm}$
Materiale base:	Calcestruzzo fessurato; C30/37; $f_{c,cyl} = 30,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 10.000,0 \text{ mm}$; $E = 33.000,00 \text{ N/mm}^2$; $G = 13.750,00 \text{ N/mm}^2$; $\nu = 0,20$
Saldature (profilo rispetto alla piastra base):	Tipo di ridistribuzione: Plastica Materiale: S 235
Dimensioni delle maglie:	Numero di elementi sul bordo: 8 Dimensione minima dell'elemento: $10,0 \text{ mm}$ Dimensione massima dell'elemento: $50,0 \text{ mm}$

2.2 Classificazione piastra di ancoraggio

I risultati in basso sono riportati per le combinazioni decisive del carico: Combinazione 1

Forze di tensione di ancoraggio	Piastra di ancoraggio rigida equivalente (FEM)	Piastra di ancoraggio flessibile (FEM)
Ancoraggio 1	7,036 kN	9,291 kN
Ancoraggio 2	-0,001 kN	0,000 kN
Ancoraggio 3	7,036 kN	9,291 kN
Ancoraggio 4	-0,001 kN	0,000 kN

L'utente ha accettato di considerare la piastra di ancoraggio selezionata come rigida in base al proprio giudizio di progettazione. Ciò significa che le linee guida di progettazione di ancoraggio si possono applicare.